（40）膨張コンクリートを用いた合成げたへのプレストレス導入量の確認

野呂　直樹[1]・池田　直樹[2]・鈴木　宏信[3]・中村　士郎[4]・松井　繁之[5]

[1]正会員　川田工業株式会社　橋梁事業部（〒550-0014 大阪府大阪市西区北堀江1-22-19）
E-mail:naoki.noro@kawada.co.jp

[2]非会員　川田工業株式会社　橋梁事業部（〒550-0014 大阪府大阪市西区北堀江1-22-19）
E-mail:naoki.ikeda@kawada.co.jp

[3]正会員　住友大阪セメント株式会社　セメント・コンクリート研究所
（〒551-0021 大阪府大阪市大正区南恩加島7-1-55）
E-mail:hirsuzuki@soc.co.jp

[4]正会員　住友大阪セメント株式会社　セメント・コンクリート研究所
（〒551-0021 大阪府大阪市大正区南恩加島7-1-55）
E-mail:snakamura@soc.co.jp

[5]正会員　大阪工業大学　八幡工学実験場（〒614-8289 京都府八幡市美濃山一ノ谷4）
E-mail:s-matsui@rsh.oit.ac.jp

プレビーム合成げた（以下，プレビームと略す）の長支間化に伴い，工場で応力導入したセグメント桁を現場で連結する「分割工法」が採用されている．連結部の下フランジコンクリートは現場でプレストレスを導入する必要があり，この部位に膨張コンクリートによるケミカルプレストレスで応力導入する方法の開発を試みた．現場連結部を模した試験体にて，コンクリートの膨張性能による経時変化の測定ならびに静的載荷試験を実施し，ケミカルプレストレスによる応力の導入量を確認した．

Key Words : *composite bridge, chemical pre-strssing, expansive concrete, high strength concrete, low water cement ratio*

1. はじめに

分割工法が採用されたプレビームでは，主桁の架設，床版コンクリートの打設，およびある程度の橋面死荷重が載荷された後に，桁連結部の下フランジコンクリートは施工される．この現場連結部の下フランジコンクリートへの応力導入は，図-1 に示すとおり，該当部のコンクリート打設前に，桁上にカウンターウエイトを設置するなどして外力による桁変形を与えることによってなされている．しかしながら，カウンターウエイトの設置・撤去は煩雑であるため，カウンターウエイトを必要としない施工方法の改良が求められていた．そこで，該当部分に必要なプレストレス量は比較的少ないため，下フランジコンクリートに膨張材を添加し，ケミカルプレストレスで所定の応力が導入できると考えた．実施に際しては，以下の2つの課題が考えられた．

①プレビームで使用されているコンクリートは呼び強度50N/mm^2，W/C＝30%程度の高強度コンクリートであり，この配合での膨張コンクリートの性状把握，②プレビームの下フランジコンクリートの内部には，鋼げたと鉄筋が含まれており，現場連結部の鋼材比は最大で20%程度となるため，高い鋼材比率が膨張性能におよぼす影響の把握．

本文では，プレビームを想定したコンクリートの材料試験結果，現場連結部を模した試験体による経時変化測定，静的載荷試験結果について報告する．

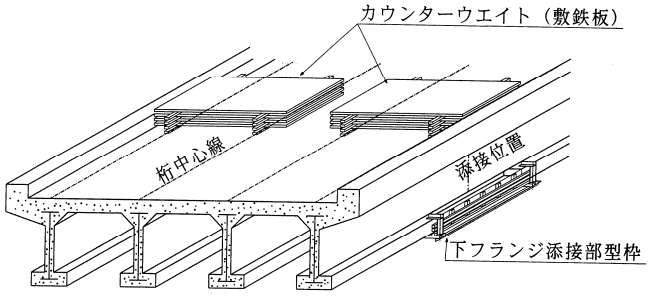


図-1　従来の現場応力導入方法

表-1　コンクリートの配合とフレッシュ性状

配合名称	配合条件							配合表							フレッシュ性状		
	セメント	呼び強度 (N/mm²)	目標スランプ (cm)	粗骨材最大寸法 (mm)	空気量 (%)	W/C (%)	s / a (%)	単位量 (kg/m³) W	P C	P EX	S	G	高性能AE減水剤 (Cx%)	AE助剤 (Cx%)	スランプ (cm)	空気量 (%)	コンクリート温度 (℃)
N-00	普通	50	18±2.5	20	4.5±1.5	30	41	167	557	0	652	947	1.0	0.3	20.0	3.8	21.5
N-20	ポルトランドセメント								537	20			1.0	0.3	20.5	3.4	22.0
N-40									517	40			1.0	0.3	20.5	3.6	22.0

高性能AE減水剤：レオビルドSP8HV、AE助剤：マイクロエア202

2. 膨張材混入量の検討

連結部に使用されるコンクリートには，材齢5日程度で呼び強度の90%以上の強度発現が求められる．このコンクリートへの膨張材の混入量を決定するために，予備試験として，膨張材の混入量を0，20，40kg/m³とした3種類のコンクリートを作製し，フレッシュ性状の確認，膨張・収縮挙動，強度および静弾性係数を確認した．コンクリートの配合ならびにフレッシュ性状については，表-1に示すとおりである．なお，当試験では，住友大阪セメント製の低添加型の膨張材（スーパーサクスタイプS）を用いた．

a) フレッシュ性状

フレッシュ性状は，膨張材混入量を変化させたいずれの場合においても，目標スランプを満足した．

b) 膨張・収縮挙動

図-2,3は，JIS A 6202に従い，膨張・収縮挙動を確認した結果である．なお，膨張率は膨張ひずみを正の値，収縮ひずみを負の値で示す．

A法の結果より，膨張材の混入量を20kg/m³（N-20）とした場合，材齢7日で膨張率は-9μと収縮に転じた．したがって，N-20の膨張率ではケミカルプレストレスは期待できないと考えた．膨張材の混入量を40kg/m³（N-40）とした場合，材齢7，28日で膨張率はそれぞれ361μ，481μであった．

B法では，N-40の膨張率は材齢7日で338μとなり，気中3ヶ月（材齢98日）で-10μと収縮に転じた．

c) 強度および静弾性係数試験

JIS A 1108，1149，1113に従い，強度および静弾性係数試験を行った結果を表-2に示す．材齢28日における圧縮強度をN-00のタイプと比較すると，N-20は強度の低下は見られなかったものの，N-40は封緘養生では約3%，水中養生では約5%低下した．同日の割裂引張強度ではN-00と比べると，N-20で約9%，N-40で約11%低くなった．また，材齢28日の静弾性係数はN-00と比べると，N-20で約2%，N-40で約4%低くなった．

d) まとめ

プレストレスを導入するには，膨張率が大きいほうが望ましい．しかし，膨張コンクリートは膨張材の混入量が多くなると強度が低下することが知られている．たとえば，文献1)では見掛けの膨張ひずみが500μを超えると強度低下が著しくなると指摘されている．今回，表-1で示した配合を満足させたうえで，500μ以上の膨張率を有するコンクリートの強度低下に関する十分なデータをそろえることができなかった．そのため，本試験での膨張率は500μ以下に抑えることとした．計測された最大膨張率は，N-40の試験体において481μであり，膨張コンクリートの設計施工指針[2]で示されたケミカルプレストレス用コンクリートとしての標準膨張率200μ～700μの範囲

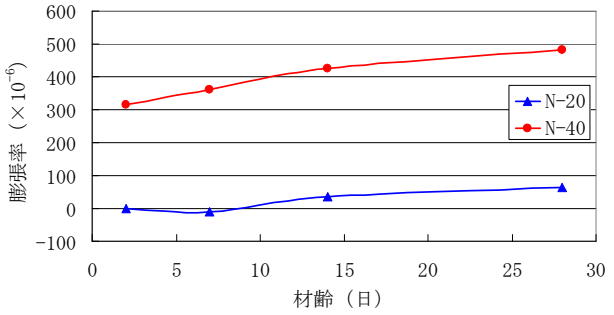


図-2　拘束膨張及び収縮試験結果（A法）

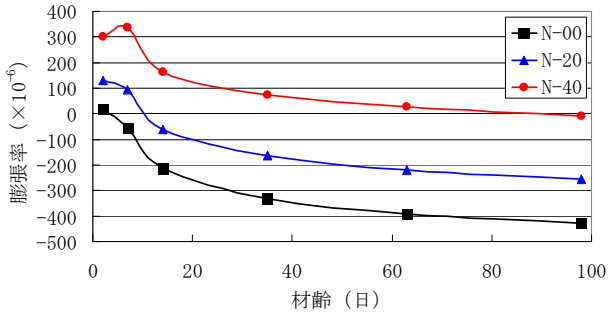
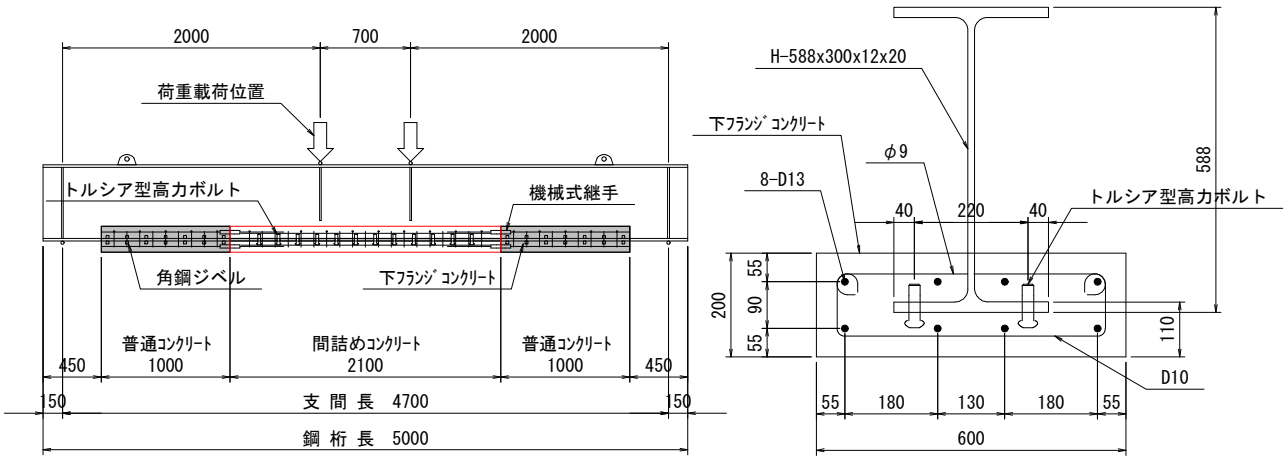


図-3　拘束膨張及び収縮試験結果（B法）

表-2　強度試験結果

項目	材齢（日）	封緘養生 N-00	封緘養生 N-20	封緘養生 N-40	水中養生 N-00	水中養生 N-20	水中養生 N-40
圧縮強度 (N/mm²)	7	69.5	64.5	62.5	65.8	61.9	62.3
	14	77.0	69.5	69.8	76.4	73.1	69.3
	28	83.6	85.1	81.3	85.2	87.6	81.2
静弾性係数 (kN/mm²)	7	34.4	33.7	33.6	33.4	33.8	33.4
	14	36.2	33.6	35.1	36.2	35.5	33.5
	28	38.4	37.5	36.8	36.7	37.8	36.3
割裂引張強度 (N/mm²)	14	4.68	4.28	4.30			
	28	4.90	4.47	4.36			



a) 側面図　　b) 断面図

図-4 試験体の概要図

内に収まっている．また，膨張材の添加により強度や静弾性係数の低下を確認したが，圧縮強度では呼び強度，引張強度ではコンクリート標準示方書[3]より求まる引張強度（0.23 f 'ck＝3.12N/mm^2），静弾性係数では，道路橋示方書[4]で示された同設計基準強度のヤング係数（Ec＝33kN/mm^2）の値をいずれも上回っている．

よって，当実験での膨張材の混入量は40kg/m^3 を採用することとした．

3. 試験体による経時変化計測と静的載荷試験

鉄筋拘束を考慮した膨張性能の既往の研究においては，コンクリートに占める鋼材比は5%程度以下のものがほとんどである．そのため，鋼材比率が最大20%程度となるプレビームの現場連結部において，その高い鋼材比率が膨張性能におよぼす影響を把握するためにプレビームの現場連結部を模した試験体を製作した．

ここでは，この試験体で行った経時変化計測（6ヶ月間）と静的載荷試験の結果を述べる．

(1) 試験体の概要

試験体の概要図を図-4に示す．同試験体は支間長4700mm，全長5000mmの鋼げた（H-588×300×12×20）と幅600mm，厚さ200mmの下フランジコンクリートから構成されている．下フランジコンクリートの両端部は普通コンクリート（長さ1000mm）とし，この区間の鋼げた下フランジの上下面に角鋼ジベル（22×22）をずれ止めとして配置した．両端部の普通コンクリートを打設硬化後，鋼げたを支点支持でセットし，試験体中央部を連結部と想定した間詰めのコンクリート（長さ2100mm）を打設した．コンクリートには桁軸方向にD13（8本），桁軸直角方向に上段鉄筋φ9 ctc 200，下段鉄筋D10 ctc 100が配置されている．間詰めコンクリート打設区間の鋼げたには，実橋のけた連結部と同様にM22のトルシア型高力ボルトを配置した．試験体は橋梁架設現場での施工を念頭におき，大阪工業大学の八幡工学実験場敷地内の屋外ヤードに設置した．実橋の連結部では，床版コンクリートが日光の照射や雨水の浸入を防ぐことを考慮し，屋根材としてビニールシートを設置した．試験体の設置状況を写真-1 に示す．図-5は上記の試験体製作のフローを示す．

写真-1 試験体設置状況

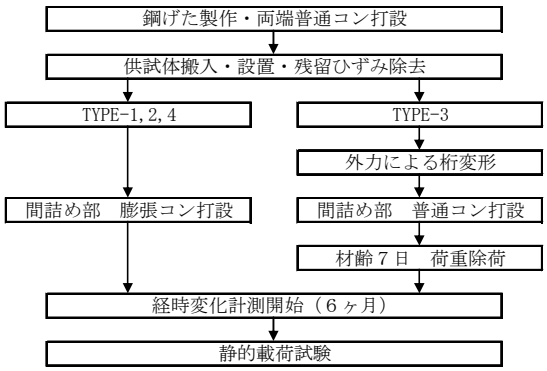


図-5 試験体製作のフロー

表-3は間詰め部の膨張材混入の有無やコンクリート内の鋼材比率など，各試験体の条件の違いを示す．TYPE-1，TYPE-2を本実験の標準タイプとした．TYPE-3は標準タイプと従来工法との違いを確認するために，膨張材を混入しなかった．なお，TYPE-3では下フランジコンクリート下面に発生する乾燥収縮による引張応力を相殺するようにジャッキ操作によりプレストレスを導入した．プレストレスの導入量は文献 5)に従い，乾燥収縮度は200μとして決定した． TYPE-4は図-6に示すとおり，鋼材比率が膨張性能に及ぼす影響を把握することを目的に，鋼下フランジの上下に連結板を模した16mmの鋼板を高力ボルトで取り付けた．これにより，コンクリート内の鋼材比率はTYPE-1～3で6.7%，TYPE-4で14.1%となる．コンクリート打設後，型枠は材齢7日目で脱型した．TYPE-3の試験体は脱型後，ジャッキにより与えていた荷重を除荷し，コンクリートにプレストレスを導入した．

図-7は支間中央部のひずみゲージの取り付け位置を示す．桁軸方向のひずみ量は鋼げたならびに桁軸方向鉄筋に取付けしたひずみゲージにて計測した．また，桁軸直角方向のひずみ量は，スターラップ鉄筋に取り付けたひずみゲージにて計測を行った．なお，TYPE-4の鋼下フランジ下面のひずみゲージは，連結板に取付けた．さらに，下フランジコンクリート下面のひずみゲージは静的載荷試験直前に取り付けた．

(2) 材料試験結果

間詰めコンクリートに使用したコンクリートからテストピースを作製し，予備試験同様，フレッシュ性状の確認，膨張・収縮挙動，強度および静弾性係数試験を行った．なお，膨張材混入量は，前述の膨張材混入量の検討（以下，予備試験）結果を踏まえて，0，40kg/m^{3}の2タイプとした．また，コンクリートの配合については予備試験と同様である．

a) フレッシュ性状

フレッシュ性状を表-4に示す．予備試験同様，スランプは目標値を満足した．

b) 膨張・収縮挙動

JIS A 6202 に従い，膨張・収縮挙動を確認した結果を図-8，図-9 に示す． A法において，膨張材の混入量40kg/m^3（N-40）では，材齢7，14日で膨張率はそれぞれ306μ，370μとなり，ケミカルプレストレス用コンクリートとして必要な膨張率を確保していると考えられる．本試験で得られた膨張率は予備試験の結果と比べて約15%小さい値となった．これは，テストピースの作製時期が，本試験は12月上旬で，予備試験が10月上旬であったためによる差であると考える． B法では，N-40の試験体において，材齢7日の膨張率が307μであり，気中4週（材齢35日）で膨張率は-11μと収縮に転じた．

c) 強度および静弾性係数試験

JIS A 1108，1149，1113 に従い行った強度および静弾性係数試験の結果を表-5 に示す．

現場養生を行ったテストピースにおける圧縮強度試験は各材齢での強度の低下はほとんどなかった．なお，現

表-3 試験体のタイプ

	膨張材混入量	連結板	拘束鋼材比率(%)	備考
TYPE-1	40kg/m^3	なし	6.7	本試験の標準タイプ
TYPE-2	40kg/m^3	なし	6.7	同上
TYPE-3	0kg/m^3	なし	6.7	従来方式との比較
TYPE-4	40kg/m^3	あり	14.1	鋼材比率の影響

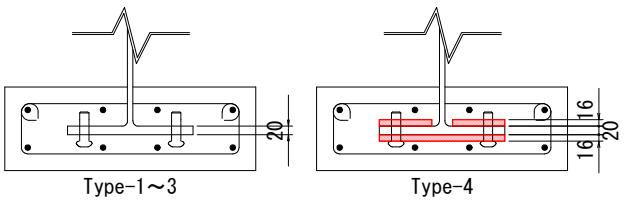


図-6 鋼材比率の違いによる影響を比較する断面

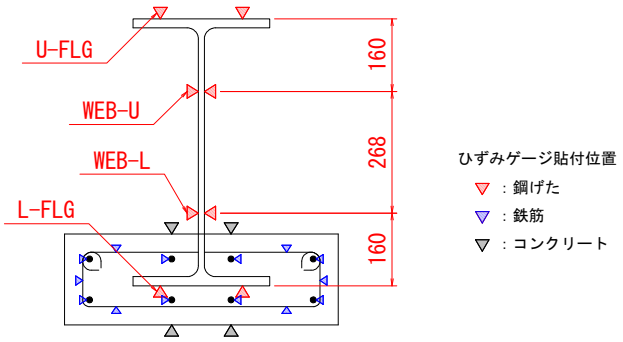


図-7 ひずみゲージ取り付け位置

表-4 コンクリートの配合とフレッシュ性状

配合名称	配合条件						配合表								フレッシュ性状		
	セメント	呼び強度 (N/mm^2)	目標 ｽﾗﾝﾌﾟ (cm)	粗骨材最大寸法 (mm)	空気量 (%)	W/C (%)	s / a (%)	単位量 (kg/m^3) W	P C	P EX	S	G	高性能AE減水剤 (Cx%)	AE助剤 (Cx%)	ｽﾗﾝﾌﾟ (cm)	空気量 (%)	ｺﾝｸﾘｰﾄ温度 (℃)
N-00	普通 ｾﾒﾝﾄ	50	18±2.5	20	4.5±1.5	30	41	167	557	0	652	947	0.8	0.001	19.0	3.5	15.0
N-40									517	40			0.9	0.001	20.5	4.0	16.0

高性能AE減水剤：レオビルドSP8HV、AE助剤：マイクロエア202

場封緘養生の材料試験結果において，圧縮強度が材齢91日で低下し，再び材齢182日で上昇している．これは，材齢91日のテストピースの現場封緘の保管状態が好ましくなかったことによる異常値であると考えられる．

割裂引張強度は材齢182日において，N-40はN-00と比較して，養生方法によらず約10%低下したが，予備試験同様，コンクリート標準示方書[3]より求まる引張強度は確保できていた．静弾性係数は材齢28日において，膨張材混入による差異はほとんどなかったが，材齢182日ではN-40はN-00と比較して約4%の低下がみられた．しかしながら，予備試験同様，道路橋示方書[4]で示された同設計基準強度のヤング係数の値は上回っていた．

(3) 経時変化計測

間詰めコンクリート打設後，材齢182日まで行った鋼材と鉄筋のひずみ量の経時変化の結果を下記に示す．

a) 桁軸方向の鉄筋のひずみ

試験体4タイプにおける経時変化による下フランジ下側鉄筋のひずみ量の計測結果を図-10 に示す．

TYPE-1において下側の軸方向鉄筋では，材齢4～5日で最大膨張ひずみ約160μが得られ，その後コンクリートのクリープと収縮によって膨張ひずみが減少し，材齢182日時点で31μとなった．TYPE-2では，TYPE-1とほぼ同じ履歴をたどり，材齢182日時点で46μの膨張ひずみが残存している．同じコンクリートの配合による膨張性能のばらつきが懸念されたが，大きな差異はなかった．TYPE-3では，材齢7日目に行ったジャッキ荷重開放時（プレストレス導入時）の鋼げたならびに鉄筋のひずみ分布は計算値とほぼ一致しており，下側鉄筋で得られたひずみ量は-56μであった．その後収縮ひずみが増加し，材齢90～100日程度でひずみ量の変化は小さくなった．最終的には-318μのひずみ量となっており，ジャッキ操作によって生じるひずみ量-56μ，文献5)より求めたクリープのひずみ量-19μ，間詰めコンクリートの自重によるひずみ量2μを除いたひずみ量-245μがコンクリートの収縮による鉄筋ひずみ量であると考えられる．TYPE-4では，材齢4～5日で最大膨張ひずみは約80μとなり，材齢35日以降はゼロ付近の値を持続している．この結果からこの試験体でも膨張コンクリートの効果があると判断できる．

b) 桁軸方向の鉄筋ひずみとプレストレス量の推定

経時変化計測の結果より得られた桁軸方向の鉄筋ひずみより，下フランジコンクリート下面に導入されたプレストレス量を推定する．鉄筋および鋼げたのひずみはコンクリートの膨張・収縮による軸力とその軸力による曲げによって生じている．この鉄筋と鋼げたの軸力が反作用によってコンクリート断面に軸力として作用すると仮定した．各試験体における材齢182日時点の下フランジコンクリート下面の推定応力を表-6にまとめた．

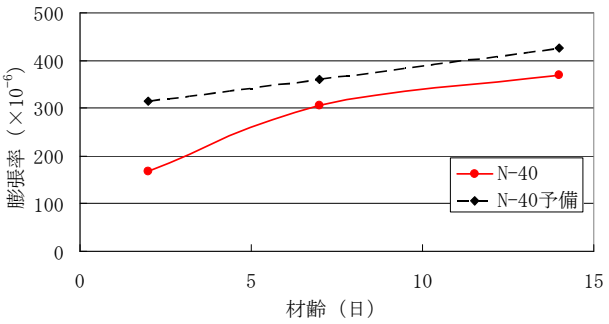


図-8　拘束膨張及び収縮試験結果（A法）

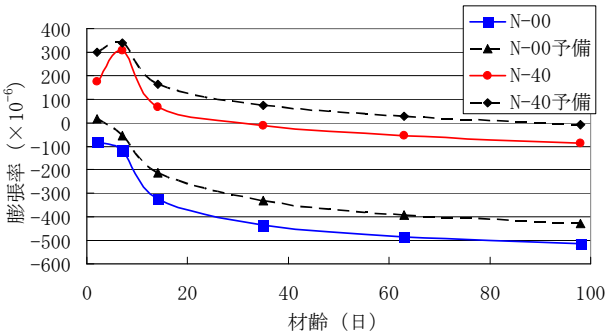


図-9　拘束膨張及び収縮試験結果（B法）

表-5　強度試験結果

項目	材齢（日）	現場養生		水中養生	
		N-00	N-40	N-00	N-40
圧縮強度 (N/mm²)	7	64.3	63.4	72.2	66.9
	28	76.5	75.5	86.6	81.3
	91	※65.4	※66.3	96.1	92.2
	182	89.7	89.7	98.8	95.6
静弾性係数 (kN/mm²)	28	33.9	34.4	37.1	37.9
	182	40.1	38.6	41.7	39.9
ポアソン比	28	0.178	0.187	0.213	0.228
	182	0.198	0.203	0.208	0.215
割裂引張強度 (N/mm²)	28	3.86	4.28	4.41	4.08
	182	5.27	4.73	4.56	4.10

※養生時の保管方法が好ましくなかったための異常値

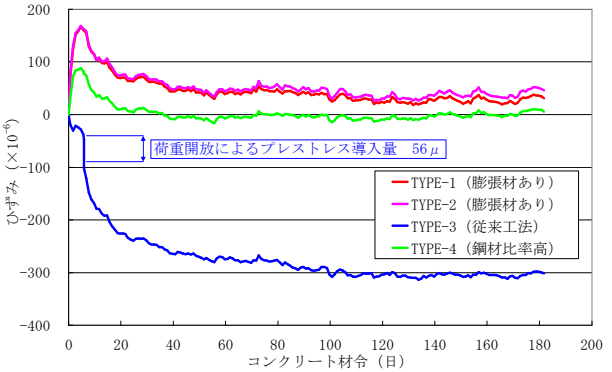


図-10　下フランジ　下側の軸方向鉄筋のひずみ

c) 湿度とひずみ量の関係

試験体TYPE-1における材齢0～14日までの外気温ならびに湿度と鉄筋ひずみとの関係を図-11に示した．湿度の上昇とともに鉄筋のひずみ量が増加していることから，膨張コンクリートが乾湿を繰り返すことで，膨張性能が得られていることがわかる．

d) 桁軸直角方向の鉄筋ひずみ

桁軸直角方向鉄筋の経時変化によるひずみ量を図-12に示す．鋼材比率に関わらず，膨張材を混入した試験体では最大膨張ひずみが260～270μで，材齢180日時点においても140～150μのひずみ量が得られた．一方，膨張材を混入しない試験体の鉄筋ひずみ量は-370μとなった．この結果より，膨張材を混入することにより，桁軸直角方向の下フランジコンクリートにおいても，コンクリート打設から型枠脱型までに得られたケミカルプレストレスが残存しており，桁軸直角方向の応力改善にも寄与することがわかった．

(4) 静的載荷試験

下フランジの間詰めコンクリート打設後，半年経過した後に行った静的載荷試験の結果を下記に示す．静的載荷試験ではひび割れ発生荷重ならびにひび割れ幅を計測した．

a) 載荷要領

載荷試験装置の概要図を図-13に示す．経時変化計測と同様の支持条件で試験体をセットし，100t油圧式ジャッキを用いて荷重を2回載荷した．1回目は無載荷の状態から間詰めコンクリートに1箇所ひび割れが発生するまでとし10kNずつ荷重を増加した．ひび割れ発生後いったん荷重を除荷し，ひび割れ発生箇所にパイゲージを取り付けた．2回目の荷重載荷は，下フランジコンクリートに最大設計応力（＝6.6N/mm^2）相当が発生する荷重を与え，荷重とひび割れ幅の関係を確認した．

表-6　下フランジコンクリート下面の推定応力

	応力度(N/mm^2)			
	TYPE-1	TYPE-2	TYPE-3	TYPE-4
リリース（実測）	0.0	0.0	-1.8	0.0
自重（計算）	0.1	0.1	0.1	0.1
収縮・膨張・クリープ（実測）	-0.7	-0.7	4.2	-0.5
推定応力	-0.6	-0.6	2.5	-0.4

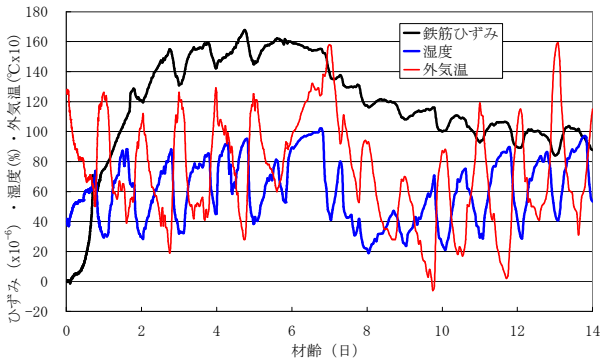


図-11　湿度・外気温とひずみ量の関係

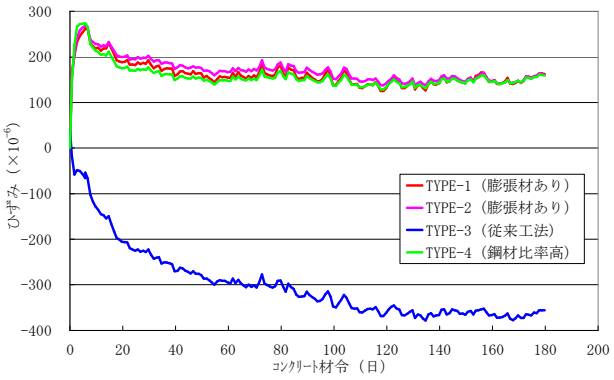


図-12　下フランジ　下側の軸直角方向鉄筋のひずみ

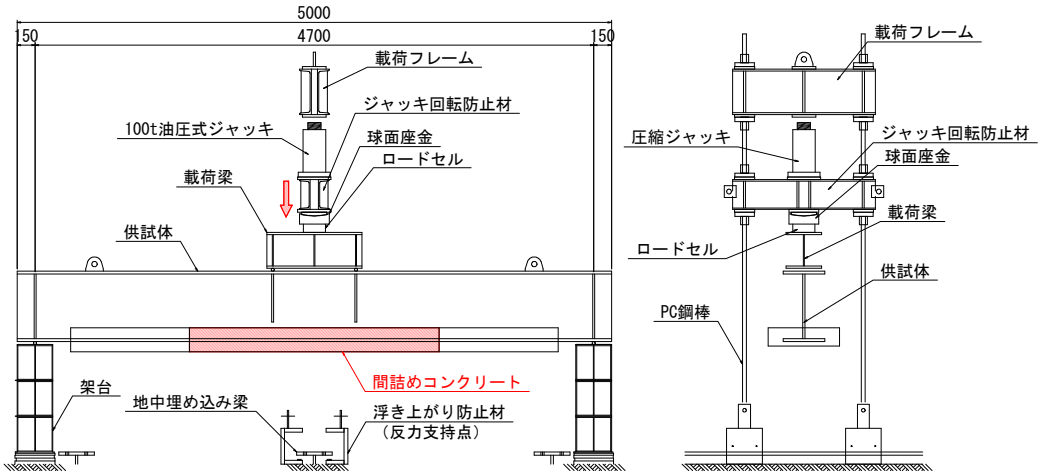


図-13　載荷試験装置

b）ひび割れ発生荷重の測定結果

経時変化計測結果より推測した下フランジコンクリートの応力度と割裂引張強度から求めたひび割れ発生荷重“①計算値”と“②実験値”を比較し表-7に示す．

TYPE-1とTYPE-2では，ひび割れ発生荷重は計算値よりそれぞれ8%，17%低くなった．TYPE-4の載荷荷重は計算値より10%低くなった．一方で，ジャッキ操作にて応力導入したTYPE-3の載荷荷重は計算値より12%低くなった．

c）ひび割れ幅の測定結果

TYPE-1の2回目の載荷に着目し，荷重値とひび割れ幅の履歴を図-15に示す．荷重載荷初期のひび割れ幅の増加は非線形の履歴を示し，その後，1回目の載荷試験の最大載荷荷重（＝ひび割れ発生荷重）までのひび割れ幅は直線的に増加する．膨張材を添加したその他のタイプにおいても同様の挙動が見られており，この荷重載荷初期の非線形履歴がケミカルプレストレスによる影響であると推測する．その後，最大設計応力が発生する荷重として300kNまで載荷した．

図-15に示したひび割れ発生状況を見ると膨張コンクリートを用いた試験体では，最初に発生したひび割れにひずみが集中する傾向があるように見える．文献6)などの研究でもこの傾向が指摘されており，最大ひび割れ幅が比較的大きくなる原因であると推定される．最大設計応力（＝6.6N/mm^2）相当の荷重（＝300kN）を与えたとき，ひび割れ幅は0.17mmとなった．しかし，実構造物の設計では，連結部に最大設計応力を発生させることは回避される．したがって，連結部は，該当部の発生応力との比率で当試験で得られた最大ひび割れ幅を低減できると考えられ，その値は約70％（0.11mm）程度になると予想される．参考として，表-8にコンクリート標準示方書[3)]に掲載されている鋼材の腐食に対するひび割れ幅の限界値を示す．本実験で得られた最大ひび割れ幅に，連結部での発生応力レベルを考慮したものは，すべてコンクリートの許容ひび割れ幅以内に収まるものと考えられる．

4. まとめ

本研究は，プレビームの現場連結部の下フランジコンクリートに膨張コンクリートを適用した場合の挙動を明らかにすることを目的としたものである．本研究で得られた結果は，以下のとおりである．

(1)材料試験の結果

表-7　ひび割れ発生荷重の計算値と実験値の比較

		TYPE-1	TYPE-2	TYPE-3	TYPE-4
応力度 (N/mm^2)	推定応力	-0.6	-0.6	2.5	-0.4
	割裂引張強度	4.7	4.7	5.3	4.7
	ひび割れ発生応力	5.3	5.3	2.8	5.1
ひび割れ発生荷重 (kN)	①計算値	240	240	117	266
	②実験値	220	200	103	240
②/①		92%	83%	88%	90%

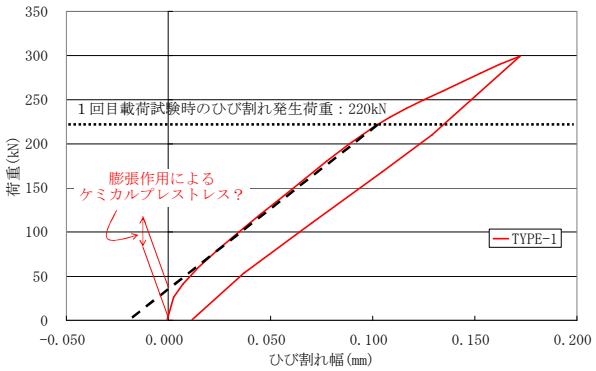


図-14　TYPE-1の荷重増加によるひび割れ幅の履歴図

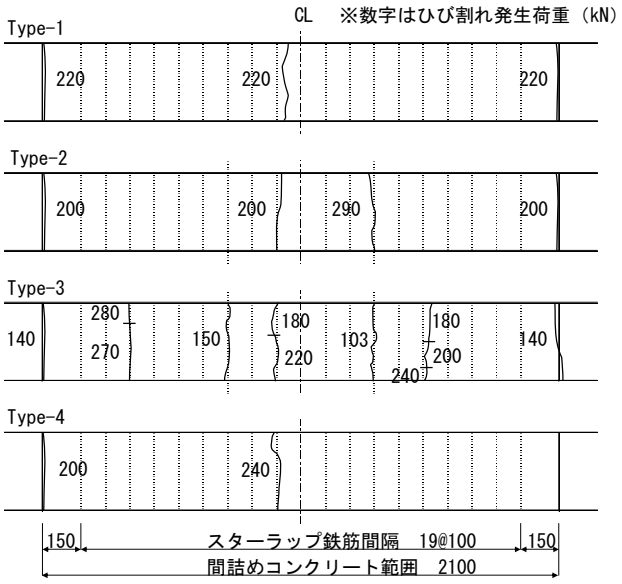


図-15　ひび割れ発生状況

表-8　許容ひび割れ幅

	単位	一般の環境	腐食性環境	特に厳しい腐食性環境
適用式	-	0.005×C	0.004×C	0.0035×C
かぶり：C	(mm)	40	40	40
許容ひび割れ幅	(mm)	0.20	0.16	0.14

1) 膨張材の混入量は40kg/m^{3}とした．

2) ケミカルプレストレス用のコンクリートとしての膨張率を確保できた．

3) 膨張材の混入によるフレッシュ性状への影響や

強度，静弾性係数への影響は小さかった．

(2)経時変化計測の結果

1) 外力による桁変形を与えることによってプレストレスを導入している従来工法よりも大きなプレストレスの導入が可能であることがわかった．

2) 本試験でのケミカルプレストレス量は，0.5～0.7N/mm^{2}程度であると推測される．

3) 桁軸直角方向の鉄筋のひずみ量の計測結果では，コンクリート打設から型枠脱型までに得られたケミカルプレストレスが残存しており，桁軸直角方向のコンクリートの応力改善にも寄与することがわかった．

(3)静的載荷試験の結果

1) 膨張コンクリートを使用した試験体のひび割れ発生荷重は最大で17%程度計算値を下回ったが，ほぼ推定値程度のプレストレスが残留していると判断できる．

2) 膨張コンクリートを用いた試験体のひび割れは，設計値より大きくなった．これは，最初に発生したひび割れにひずみが集中する傾向にあるとした既往の研究結果に重なる．

また，高強度でかつ低水セメント比での既往の研究報告は比較的少ないため，当試験の結果は，今後の膨張性状に関する研究において，貴重で有用な資料になると考える．

なお，本研究を実橋へ採用するに際しては，下フランジコンクリートに導入されたプレストレス量をより正確に把握することが重要であると考えている．今後は本研究で得られたデータをさらに詳細に分析するとともに，コンクリートのコア抜きによる残存プレストレス力の推定も行う予定にしており，今後も本研究の実用化に取り組む所存である．

謝辞

香川高等専門学校の水越睦視教授をはじめ，本研究を行うにあたりご指導をいただいた多くの方々に心よりお礼を申し上げます．

参考文献

1) 長瀧重義，富田六郎：膨張材と収縮低減剤，日本コンクリート工学協会：コンクリート工学，Vol.24，No.2，pp.56-62，1986.

2) 土木学会：膨張コンクリートの設計施工指針，pp.5-6，1993.

3) 土木学会：コンクリート標準示方書，設計編，pp.34，pp.102，2007.

4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅱ鋼橋編，pp319-322，1996.

5) 国土開発技術研究センター：プレビーム合成げた橋設計施工指針，第2版，pp.44-45，pp.25，1983.

6) 細田暁：微視的機構に着目した膨張コンクリートのひび割れ抵抗性およびひび割れ後の軟化性状に関する研究とRC部材への適用，東京大学博士学位論文，2001.

Chemical Pre-stress Amount by Expansive Concrete Usage in Jointing Part of Lower Flange Concrete at Segmental Prefabricated Pre-Beam

Naoki NORO, Naoki IKEDA, Hironobu SUZUKI,
Shiro NAKAMURA and Shigeyuki MATSUI

For long span pre-beams, the segmental prefabrication method is adopted, which is prefabricated with the full-length of steel girder and the divided concrete lower flange at connection parts. After the prefabricated beams are installed at bridge site and concrete casting for the upper slab, the partial concrete flanges are casted under loading with steel weight corresponding the dead weight after composition to introduce pre-stress into the part. But the method takes more time and more expensive. For reduce those problems, the authors propose to use expansive concrete for the jointing part concrete to develop chemical pre-stress instead of pre-loading.

The authors carried out an experiment to prove the proposed method appropriate with four model specimens by changing the amount of expansive agent. After long term exposure test of those specimens in actual open air state, the chemical pre-stress was proved to be appropriate level as much as the ordinary loading method and the usage of expansive concrete seems to be a replaceable method against of the ordinary loading method.